

# Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 8



■ **prof. UZ dr hab. inż. Adam Wysokowski**, kierownik Zakładu Dróg i Mostów, Uniwersytet Zielonogórski

■ **mgr inż. Jerzy Howis**, konstruktor, Infrastruktura Komunikacyjna sp. z o.o., Żmigród

Z biegiem lat sposoby obliczeń konstrukcji przepustów i innych obiektów inżynierskich ulegają ciągłym udoskonaleniom. Wynika to w głównej mierze z dopracowywania metod obliczeniowych w tym z wprowadzania metod numerycznych. Nie bez wpływu na ten stan rzeczy ma również użycie, nowych typów konstrukcji i rodzajów materiałów. Ich charakterystyczną cechą jest odmienny sposób zachowania się na etapie w budowywania i pod obciążeniem w trakcie eksploatacji.



Przykładowe materiały do budowy przepustów podatnych – CCGRP



Przykładowy zrealizowany obiekt drogowy z wykorzystaniem konstrukcji podatnych – stalowych blach falistych

## 1. Wprowadzenie

Jak już wspomniano w pierwszej części artykułu dotyczącego obliczeń („Nowoczesne Budownictwo Inżynierskie” 2010, nr 2, [29], s. 88–95) dawniej konstruowano głównie przepusty zachowujące się w sposób sztywny, gdzie głównym elementem nośnym była sama rura osłonowa. Większość obecnie wykonywanych przepustów to konstrukcje współpracujące z gruntem – tym samym podatne. Wymagają one innego podejścia obliczeniowego, a metody te są obecnie szeroko wprowadzane do światowej i polskiej praktyki inżynierskiej.

W poprzednim artykule o tej tematyce omówione zostały ogólne zasady obliczeń. Zakres niniejszego artykułu dotyczy tradycyjnych metod obliczeń. Natomiast nowe metody obliczeniowe, w tym obliczenia z wykorzystaniem metod numerycznych, będą przedmiotem dwóch następnych artykułów.

Dla przypomnienia oraz dla nowych czytelników poniżej przytoczono spis wszystkich artykułów na temat przepustów, które sukcesywnie od ponad roku ukazują się w kolejnych numerach „Nowoczesnego Budownictwa Inżynierskiego” [10]:

1. ARTYKUŁ WPROWADZAJĄCY
2. ASPEKTY PRAWNE PROJEKTOWANIA, BUDOWY I UTRZYMANIA PRZEPUSTÓW
3. PRZEPUSTY TRADYCYJNE
4. PRZEPUSTY NOWOCZESNE
5. PRZEPUSTY JAKO PRZEJŚCIA DLA ZWIERZĄT
6. MATERIAŁY DO BUDOWY PRZEPUSTÓW – CZ. I, CZ. II.
7. METODY OBLICZEŃ KONSTRUKCJI PRZEPUSTÓW – CZ. I

Zgodnie z wcześniejszymi informacjami, do omówienia zostało jeszcze wiele istotnych zagadnień, takich jak: obliczanie przepustów w aspekcie hydrologiczno-hydraulicznym, badania

materiałów, badania laboratoryjne, badania terenowe (w tym próbne obciążenia), posadowienie, wykonawstwo przepustów, wyposażenie przepustów, wyposażenie przejść dla zwierząt, stan techniczny i utrzymanie przepustów, przeglądy przepustów, uszkodzenia i awarie przepustów, wzmacnianie przepustów, przepusty kolejowe, przepusty pod pasami startowymi, przepusty nietypowe, przepusty zabytkowe, estetyka przepustów.

## 2. Zestawienie metod obliczeniowych stosowanych w praktyce inżynierskiej

Wraz z rozwojem nauki i techniki w zakresie konstrukcji inżynierskich zmianom ulegają również metody projektowania przepustów. Powszechnie stosowane są przede wszystkim analityczne metody obliczeniowe, których liczba stale rośnie z uwagi na ich ciągle udoskonalanie. Są to metody oparte z reguły na doświadczeniach projektantów. Taki stan rzeczy wynika z trudności związanych z rzeczywistym odzwierciedleniem zachowania się konstrukcji [9]. W analizach istnieje konieczność uwzględniania wielu czynników, w tym współpracy rury osłonowej z otaczającym gruntem. Z uwagi na złożoność tych zagadnień, ich analiza wymaga użycia zaawansowanych technik numerycznych.

Metody obliczeń, o których mowa w artykułach tego cyklu, dotyczą głównie konstrukcji nowo projektowanych i budowanych od podstaw. Jednakże z uwagi na coraz wyższy poziom technicznego utrzymania obiektów inżynierskich, systematycznie zyskuje na popularności tendencja do wzmacniania istniejących przepustów, a przy analizie ich konstrukcji wykorzystywane są właśnie przedmiotowe metody [3].

W tabeli 1 zestawiono metody obliczeń konstrukcji przepustów, które można uznać za tradycyjne i są przedmiotem niniejszego artykułu.

Tab. 1. Wykaz tradycyjnych metod obliczeń konstrukcji przepustów omówionych w artykule

Lp.	NAZWA METODY	KRÓTKA CHARAKTERYSTYKA
1.	Metoda Marstona – Spanglera	– stosowana do konstrukcji o przekrojach kołowych małych średnic – podstawowym kryterium wymiarowania jest ugięcie – zakłada nierównomierne parcie gruntu
2.	Metoda Kleina	– podstawowym założeniem jest działanie czynnego oporu gruntu, zmniejszającego naprężenia w konstrukcji
3.	Teoria ściskania pierścieniowego	– zakłada, że parcie gruntu jest niewielkie – konstrukcja jest poddana równomiernemu ściskaniu – nie uwzględnia kryterium ugięcia
4.	Metoda American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	– pomijany wpływ momentów zginających – możliwość wymiarowania konstrukcji o przekroju ramownicowym
5.	Metoda Duncana i Drawskiego	– uwzględnia się wpływ momentów zginających i sił osiowych – kryterium wybozczeniowe jest pomijane
6.	Metoda Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC)	– wpływ sił osiowych stały na całym obwodzie – materiały podatne
7.	Metoda Klöppela i Glocka	– powstała na podstawie badań niszczących – zakłada, że grunt przenosi większe obciążenia niż sama rura
8.	Analityczna Metoda Sprężysta	– grunt i przepust traktowane są jako materiały liniowo-sprężyste – stosowana do obiektów o wysokim nazioście

Natomiast w tabeli 2 wymieniono tzw. „nowe” metody obliczeń, przewidziane do omówienia w następnym artykule.

Tab. 2. Wykaz nowych metod obliczeń konstrukcji przepustów przewidzianych do omówienia w następnych artykułach

Lp.	NAZWA METODY	KRÓTKA CHARAKTERYSTYKA
1.	Metoda Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC)	– możliwość projektowania konstrukcji o przekroju skrzynkowym
2.	Metoda Vaslestada	– zakłada, że znaczna część obciążeń przenoszona jest przez grunt – pomija wpływ momentów zginających – zalecana do projektowania konstrukcji o dużych rozpiętościach
3.	Metoda Sundquista – Pettersona	– badania na modelach rzeczywistych – duża uniwersalność metody
4.	Metoda Skandynawska – obliczenia przepustów wykonanych z tworzyw sztucznych	– stosowana głównie do przepustów z tworzyw sztucznych – podstawowym kryterium projektowym jest ugięcie
5.	Metoda Elementów Skończonych (MES)	– metoda numeryczna – model obiektu najbardziej zbliżony do rzeczywistości – otrzymane wyniki w dużym stopniu zbliżone do rzeczywistości

### 3. Tradycyjne metody obliczeniowe

#### 3.1. Metoda Marstona – Spanglera (Iowa Deflection Formula)

Metoda ta jest jedną z najstarszych wykorzystywanych do obliczania przepustów. Powstała w 1941 r. i znalazła zastoso-

wanie m.in. w normie brytyjskiej. Dotyczy stanów granicznych użytkowania. Ten sposób obliczania konstrukcji jest użyteczny w przypadku konstrukcji podatnych o przekrojach kołowych małych średnic.

Z rozważań zostały wyznaczone następujące wyrażenia określające siły w ścianie przepustu [4, 6, 7]:

$$T_c = 0,7 \times P_v \times R \quad (1)$$

$$T_h = 0,7 \times P_v \times R \quad (2)$$

oraz momenty zginające, których rozkład pokazano na rycinie 1:

$$M_c = 0,02 \times P_v \times R^2 \quad (3)$$

$$M_h = -0,02 \times P_v \times R^2 \quad (4)$$

gdzie:

$P_v$  – obciążenie pionowe

$R$  – promień rury

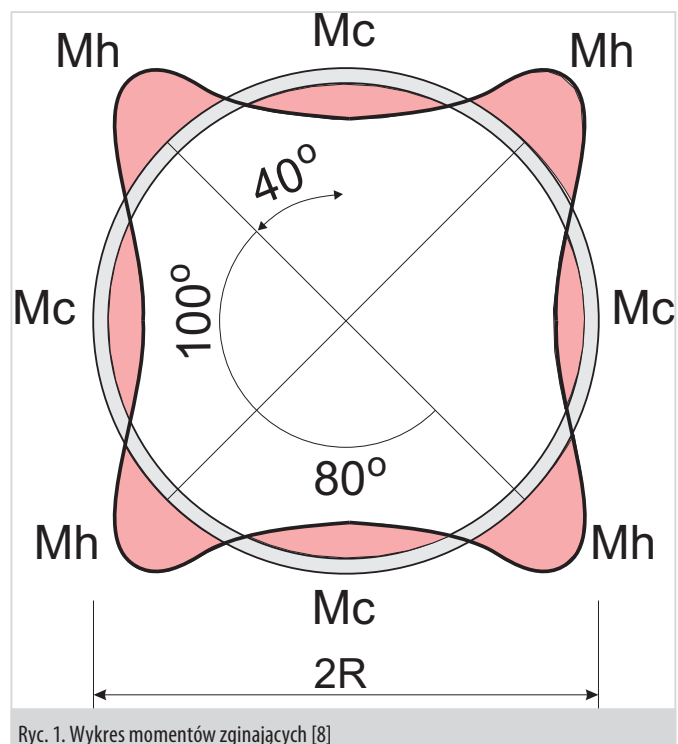
$T_c$  – siła występująca w kluczu i podstawie rury

$T_h$  – siła występująca w bocznej części rury

$M_c$  – moment jak na rycinie 1

$M_h$  – moment jak na rycinie 1.

Zgodnie z [8] maksymalne parcie działające na boczne ściany przepustu jest o ok. 35% większe niż parcie działające na górną powierzchnię rury.



Ryc. 1. Wykres momentów zginających [8]

#### 3.2 Metoda Kleina

Podstawowym założeniem metody Kleina [6], powstałej w 1951 r., jest działanie czynnego oporu gruntu. Opór ten zapobiega nadmiernej deformacji przepustu. Skutkiem takiego działania jest zmniejszenie naprężeń w rurze osłonowej. Uwzględnia się to poprzez wprowadzenie współczynnika bezpieczeństwa  $\zeta$ , który zmniejsza sumę momentów zginających działających na rurę. W przypadku rur sztywnych współczynnik bezpieczeństwa wynosi 1, natomiast dla konstrukcji podatnych wyznacza się go z następującego wzoru:

$$\zeta = \frac{1}{1 + \frac{1}{E} \times \left(\frac{r_m}{t}\right)^2 \times \left(0,842 \times \frac{E_g}{b} \times r - 4 \times \frac{Q_g + Q_z}{D_z}\right)} \quad (5)$$

gdzie:

- $E$  – moduł Younga dla materiału rury
- $E_g$  – moduł sprężystości gruntu
- $Q_z$  – obciążenie zewnętrzne
- $D_z$  – średnica zewnętrzna przewodu
- $T$  – grubość ścianki rury
- $r_m$  – średni promień rury
- $B$  – odległość między ścianką rury a ścianą wykopu
- $Q_g$  – obciążenie pionowe od naziomu o szerokości  $D_z$ :

$$Q_g = \gamma \times H \times D_z \quad (6)$$

$H$  – wysokość naziomu.

Klein wprowadził podział przepustów na obiekty ułożone na podłożu betonowym, podłożu gruntowym wyprofilowanym oraz na gruncie rodzimym (ryc. 2).

Naprężenia w ściance rury oblicza się dla przekroju, w którym uzyskuje ono maksymalną, wartość według następującego wzoru:

$$\sigma = \frac{\zeta \times M}{W} \pm \frac{N}{A} \leq \sigma_d \quad (7)$$

gdzie:

- $M$  – moment zginający
- $N$  – siła osiowa
- $W$  – wskaźnik wytrzymałości na zginanie na 1 m
- $A$  – pole powierzchni rury na 1 m
- $\zeta$  – współczynnik bezpieczeństwa
- $\sigma_d$  – naprężenie dopuszczalne.

Z wzoru wyrażającego współczynnik bezpieczeństwa można wysnuć wniosek, że im mniejsza grubość ścianki konstrukcji, tym współczynnik ten staje się mniejszy. Wiąże się to ze współpracą konstrukcji z ośrodkiem gruntowym. Obiekt o mniejszej grubości ulegnie większym deformacjom, przez co grunt stawia większy czynny opór, co zmniejsza wartość występujących momentów zginających. Oczywiście, rura może się odkształcać tylko do pewnego momentu. Istnieje założenie, że współczynnik bezpieczeństwa nie może być mniejszy niż 0,02. Z tego wynika, że minimalna grubość ścianki musi być większa niż 0,008 średnicy rury.

### 3.3. Teoria ściskania pierścieniowego (obwodowego)

Teoria ta, stworzona przez White'a i Layera w 1960 r., opiera się na założeniu, że niejednorodne parcie gruntu działające na ściankę przepustu założone w metodzie Marstona – Spanglera wywiera niewielki wpływ na rozkład i wielkość sił osiowych. W tym sposobie obliczeń przepustów podatnych przyjmuje się, że po wbudowaniu konstrukcji w dostatecznie zagęszczony nasyp, z odpowiednio wysokim naziemem nad rurą, można ją analizować jako cienki pierścień poddany ściskaniu. Założenie

to jest prawdziwe dla rur podatnych, dla których wysokość naziomu wynosi minimum 1/8 średnicy konstrukcji [4].

Ścianka rury według teorii ściskania obwodowego powinna być zaprojektowana w taki sposób, aby umożliwić przeniesienie naprężeń pierścieniowych powstałych wskutek pionowego parcia gruntu na poziomie klucza konstrukcji. Jednolite parcie  $P$  jest sumą obciążeń od gruntu i obciążeń zewnętrznych i wyraża się wzorem:

$$P = \gamma \times H + q \quad (8)$$

gdzie:

- $\gamma$  – ciężar właściwy gruntu
- $H$  – wysokość naziomu
- $q$  – zmienne obciążenie zewnętrzne naziomu.

Zgodnie z przedmiotową metodą siła ściskająca w ściance przepustu o przekroju kołowym wyraża się wzorem:

$$T = P \times \frac{d}{2} \quad (9)$$

gdzie:

- $T$  – siła ściskająca występująca w ściance rury
- $P$  – obciążenie od gruntu i obciążenie zewnętrzne
- $d$  – średnica rury.

Wartość parcia konstrukcji rury na grunt można wyznaczyć z następującego równania:

$$P_p = T/R_m \quad (10)$$

gdzie:

- $R_m$  – promień krzywizny w danym punkcie.

Z powyższego wynika, że parcie gruntu jest odwrotnie proporcjonalne do promienia krzywizny przekroju w danym punkcie, czyli jest największe tam, gdzie promień krzywizny jest najmniejszy.

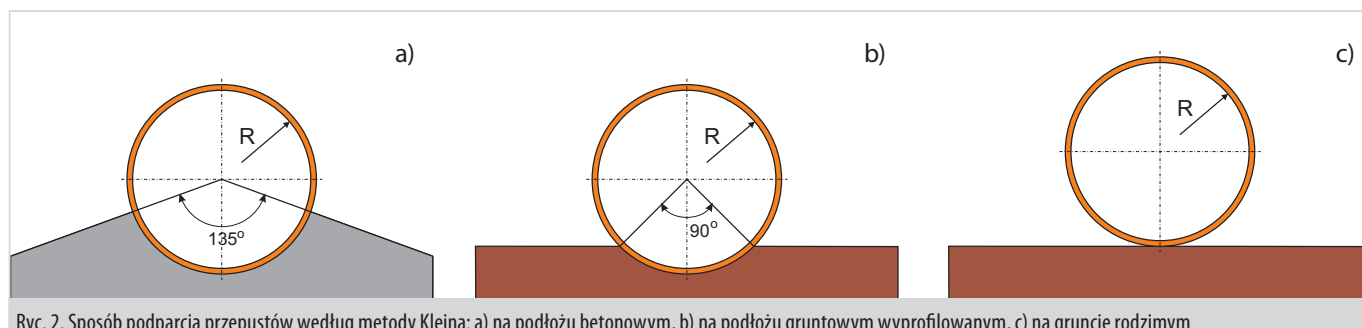
Schematy rozkładu parcia gruntu na konstrukcje podatne według metody ściskania pierścieniowego przedstawiono na rycinie 3.

Metoda ta nie uwzględnia warunku ugięcia i jest to zasadnicza różnica w stosunku do teorii Marstona – Spanglera. Stwierdzono, że gdy konstrukcja rury osłonowej przepustu przenosi działające obciążenia pierścieniowe, nie ma potrzeby sprawdzać innych warunków nośności [4, 6].

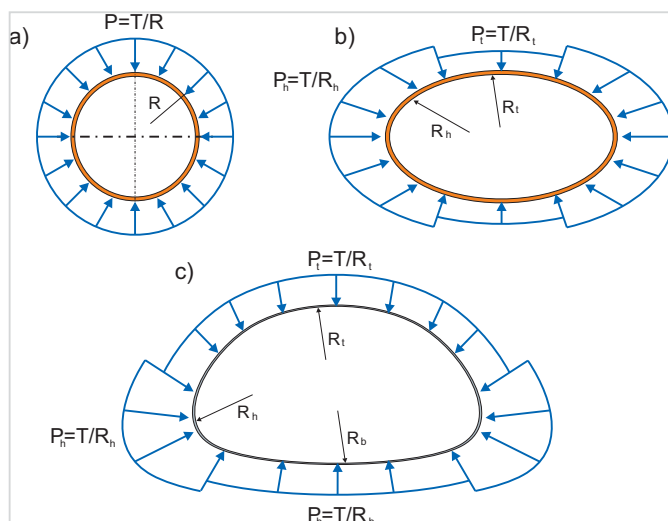
### 3.4. Metoda American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

Metoda AASHTO powstała w 1996 r. i została wprowadzona jako norma AP do projektowania konstrukcji podatnych w Stanach Zjednoczonych. Założenia tej metody opierają się na pominięciu momentów zginających pojawiających się w ściance przepustu, uznając jednocześnie siły osiowe ściskające jako dominujące w przekroju rury.

Według założeń normy klasyfikuje się konstrukcje z blach falistych według następujących kryteriów [4]:



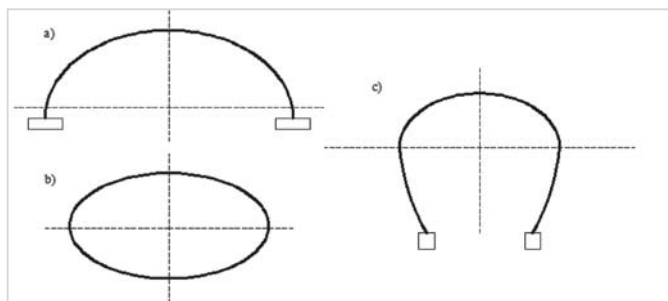
Ryc. 2. Sposób podparcia przepustów według metody Kleina: a) na podłożu betonowym, b) na podłożu gruntowym wyprofilowanym, c) na gruncie rodzimym



Ryc. 3. Rozkład parcia gruntu według teorii ściskania pierścieniowego dla przepustu [4]: a) kołowego, b) eliptycznego poziomego, c) o przekroju owalnym

1. Obiekty o promieniu krzywizny nieprzekraczającym 4000 mm i stosunku wysokości do rozpiętości (dla łuków) nie mniejszym od 0,3.

2. Konstrukcje o promieniu większym niż 4000 mm o przekrojach poprzecznych w kształcie elipsy, łukach nisko- i wysokoprofilowanych, łukach w kształcie gruszki oraz przekrojach gruszkowych zamkniętych (ryc. 4).



Ryc. 4. Przykładowe kształty konstrukcji z blach falistych: a) niski profil łukowy, b) profil eliptyczny, c) wysoki profil łukowy

3. Konstrukcje skrzynkowe o rozpiętości do 7750 mm. Specyficzny kształt tych konstrukcji powoduje, że sztywność obwodu odgrywa dominującą rolę w wymiarowaniu, ale także duży wpływ ma współpraca konstrukcji osłonowej z ośrodkiem gruntowym, wywierając duży wpływ na nośność tych konstrukcji.

Metoda AASHTO w zakresie nośności, stateczności i bezpieczeństwa pracy całego obiektu rozpatruje następujące zagadnienia [5]: uplastycznienie ścianki przekroju, wyoboczenie ścianki przekroju, wytrzymałość szwów montażowych, sztywność montażowa obiektu.

Powyższa metoda wymiarowania oparta jest również na zastosowaniu częściowych współczynników bezpieczeństwa na poziomie obciążeń, jak również uwzględnia współczynniki dynamiczne dla obciążeń zmiennych, które zależą od charakteru przeznaczenia projektowanego obiektu. Obliczeniową siłę ściskającą w ściance przepustu można wyznaczyć z następującego wzoru:

$$T = 0,5 \times (\alpha_L \times \varphi \times P_L + \alpha_D \times P_D) \times D_h \quad (11)$$

gdzie:

$D_h$  – rozpiętość konstrukcji

$P_D$  – charakterystyczne obciążenie stałe na poziomie klucza konstrukcji

$P_L$  – charakterystyczne równomiernie rozłożone obciążenie zmienne na poziomie klucza konstrukcji

$\varphi$  – współczynnik dynamiczny

$\alpha_D$  – współczynnik obciążenia stałego

$\alpha_L$  – współczynnik obciążenia zmiennego.

W przypadku występowania nawierzchni konieczne jest jej uwzględnienie w obciążeniu stałym, przy czym wartość obciążenia stałego, charakterystycznego, działającego w poziomie klucza konstrukcji, oblicza się z poniższego wzoru:

$$P_D = \gamma \times H + q_n \quad (12)$$

gdzie:

$\gamma$  – ciężar właściwy gruntu

$H$  – wysokość naziomu

$q_n$  – ciężar nawierzchni.

Warunek uplastycznienia ścianki przekroju wyrażony jest następująco:

$$\phi \times A \times f_y \geq T \quad (13)$$

gdzie:

$\phi$  – współczynnik nośności równy 0,67

$A$  – powierzchnia przekroju poprzecznego na jednostkę długości

$f_y$  – granica plastyczności materiału, z którego wykonana jest powłoka

$T$  – siła ściskająca w ściance konstrukcji.

Kolejnym kryterium uwzględnianym w metodzie AASHTO jest wyoboczenie ścianki przekroju. Sprawdzanie bezpieczeństwa ze względu na wyoboczenie określa się na podstawie równania:

$$A \geq \frac{T}{\phi \times f_{cr}} \quad (14)$$

gdzie:

$f_{cr}$  – minimalne graniczne naprężenie krytyczne stalowej ścianki [MPa]

$\phi$  – współczynnik nośności równy 0,67

$T$  – siła ściskająca w ściance konstrukcji

$A$  – powierzchnia przekroju poprzecznego ścianki na jednostkę długości.

### 3.5. Metoda Duncana i Drawskiego

Metoda ta powstała w 1983 r. i inaczej nazywana jest metodą współpracy z gruntem. Jest ona wynikiem wieloletnich badań i analiz numerycznych, badań rzeczywistych konstrukcji oraz praktyki wykonawczej. Bierze pod uwagę nieliniowe zależności naprężeń i odkształceń występujące w gruncie. W odróżnieniu od wcześniej opisanych metod, uwzględniono tutaj wpływ momentów zginających powodujących uplastycznienie ścianki konstrukcji. Pominięto jednak uszkodzenia obiektu w wyniku wyoboczenia. Obserwacje Duncana doprowadziły do wniosku, że wraz ze wzrostem sztywności gruntu otaczającego rurę maleje wartość momentów zginających w konstrukcji rury. Z kolei zwiększenie sztywności ścianki przepustu powoduje wzrost tych momentów. Istnieje tym samym bezwymiarowy współczynnik  $N_f$  uwzględniający zależność pomiędzy sztywnością ścianki a sztywnością gruntu, mianowicie [1,4]:

$$N_f = \frac{E_s \times D_H^3}{E \times I} \quad (15)$$

gdzie:

- $E_s$  – moduł sieciowy
- $E$  – moduł Younga materiału z którego wykonana jest konstrukcja
- $D_H$  – rozpiętość konstrukcji
- $I$  – moment bezwładności ścianki konstrukcji na jednostkę długości.

Metoda zakłada powstawanie przegubów plastycznych, których występowanie jest bardzo niebezpieczne. Wywołane są one momentami zginającymi i siłami osiowymi powstającymi w trakcie budowy konstrukcji oraz uplastycznienia ścianki po przyłożeniu projektowych obciążeń zmiennych. Właśnie dlatego w opisywanej metodzie rozpatrywane są dwa etapy pracy konstrukcji: faza I – montażu, faza II – użytkowania.

W fazie montażu zakłada się, że poziom zasyпки jest równy poziomowi klucza konstrukcji (wysokość naziomu wynosi zero). W tej fazie pracy konstrukcji, obliczając momenty zginające i siły tnące w ścianie, korzysta się z następującego wzoru [4]:

$$M = R_B \times (K_{m1} \times \gamma \times D_H^3 - K_{m2} \times \gamma \times D_H^2 \times H) \quad (16)$$

$$T = K_{p1} \times \gamma \times D_H^2 \quad (17)$$

gdzie:

- $\gamma$  – ciężar właściwy zasyпки
- $D_H$  – rozpiętość konstrukcji
- $R_B$  – bezwymiarowy współczynnik redukcyjny, zależny od stosunku wysokości  $R$  konstrukcji do rozpiętości, według tabeli 3:

Tab. 3.

$R/D_H$	$R_B$
$0,20 \leq \frac{R}{D_H} \leq 0,35$	$0,67 + 0,87 \times \left(\frac{R}{D_H} - 0,2\right)$
$0,35 < \frac{R}{D_H} \leq 0,50$	$0,80 + 1,3 \times \left(\frac{R}{D_H} - 0,35\right)$
$0,50 < \frac{R}{D_H} \leq 0,60$	$2 (R/D_H)$

$K_{m1}$  – bezwymiarowy współczynnik zależny od współczynnika  $N_f$  według tabeli 4:

Tab. 4.

$N_f$	$K_{m1}$
$5000 \leq$	$0,00046 - 0,001 \log_{10} \times N_f$
$> 5000$	$0,0009$

$K_{m2}$  – bezwymiarowy współczynnik zależny od współczynnika  $N_f$  według tabeli 5:

Tab. 5.

$N_f$	$K_{m2}$
$5000 \leq$	$0,018 - 0,004 \log_{10} \times N_f$
$> 5000$	$0,0032$

$K_{p1}$  – bezwymiarowy współczynnik związany z wysokością zasyпки poniżej klucza.

Przy wysokości zasyпки nie przekraczającej wysokości konstrukcji w kluczu, można go wyznaczyć ze wzoru:

$$K_{p1} = \frac{0,2 \times R}{D_H} \quad (18)$$

gdzie:

$R$  – odległość w pionie między kluczem konstrukcji a górą fundamentów.

Podczas użytkowania obiektu, czyli w fazie drugiej, zakłada się, że zasyпка posiada pożądaną grubość. W tym przypadku uwzględnia się działanie obciążenia zmiennego, a momenty zginające i siły poprzeczne określone są równaniami [4]:

$$M = R_B \times (K_{m1} \times \gamma \times D_H^3 - K_{m2} \times \gamma \times D_H^2 \times H) + R_L \times K_{m2} \times D_H \times LL \quad (19)$$

$$T = K_{p1} \times \gamma \times D_H^2 + K_{p2} \times \gamma \times D_H \times H + K_{p2} \times LL \quad (20)$$

gdzie:

- $LL$  – zastępcze obciążenie liniowe, przyporządkowane normowemu pojazdowi w zależności od wysokości naziomu,
- $H$  – grubość naziomu
- $D_H$  – rozpiętość konstrukcji
- $\gamma$  – ciężar objętościowy gruntu
- $K_{p2}$  – bezwymiarowy współczynnik związany z wysokością zasyпки powyżej klucza:

$$K_{p2} = 0,90 - 0,5 \times \frac{R}{D_H} \quad (21)$$

Wartości bezwymiarowego współczynnika  $K_{p2}$  w zależności od współczynnika  $N_f$  można znaleźć w tabeli 6:

Tab. 6.

$N_f$	$K_{m2}$
$10000 \leq$	$0,12 - 0,018 \log_{10} \times N_f$
$> 10000$	$0,03$

Metoda przewiduje również sprawdzenie wytrzymałości połączeń. Projektowany obiekt musi spełniać następujący warunek:

$$F_S = \frac{P_S}{T_{\max}} \geq 2 \quad (22)$$

gdzie:

- $F_S$  – współczynnik bezpieczeństwa
- $P_S$  – wytrzymałość połączenia śrubowego uzależniona od liczby śrub
- $T_{\max}$  – maksymalna siła w ścianie przepustu.

### 3.6. Metoda Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC)

Metoda OHBDC należy do grupy metod analitycznych powstałych w USA i Kanadzie pod koniec lat 80. XX w. Powstanie tej metody miało na celu ujednoczenie sposobu wymiarowania konstrukcji podatnych. Jest to kolejna metoda, która w swoich założeniach pomija wpływ momentów zginających, uwzględniając jedynie działanie ściskających sił osiowych występujących w konstrukcji rury osłonowej.

Przedmiotowa metoda nie ma ograniczeń obliczeniowych ze względu na geometrię układu, jego wielkość oraz rodzaj materiału, z jakiego wykonana jest konstrukcja. Poprzez zastosowanie tzw. współczynnika przesklepienia, odpowiedzialnego za redukcję obciążeń zewnętrznych, metoda ta uwzględnia to zasadnicze zjawisko pojawiające się przy współpracy rury

z ośrodkiem gruntowym. Siła ściskająca, działająca w ścianie przepustu według metody OHBDC ma stałą wartość na całym obwodzie rury zarówno przy działaniu obciążeń stałych, jak i zmiennych. Jej wartość wyraża się następującym wzorem [6]:

$$T = \alpha_D \times T_D + \alpha_L \times T_L \quad (23)$$

gdzie:

- $\alpha_D$  – współczynnik wyrażający obciążenia stałe
- $T_D$  – siła w ścianie konstrukcji wywołana działaniem obciążenia stałego
- $\alpha_L$  – współczynnik wyrażający obciążenia zmienne
- $T_L$  – siła w ścianie konstrukcji wywołana działaniem obciążenia zmiennego.

Siłę w ścianie konstrukcji wywołaną obciążeniem stałym wyznacza się ze wzoru:

$$T_D = 0,5 \times (1,0 - 0,1 \times C_S) \times A_f \times W \quad (24)$$

gdzie:

- $A_f$  – współczynnik przesklepienia, przyjmowany zgodnie z ryciną 5
- $W$  – ciężar gruntu nad konstrukcją
- $C_S$  – współczynnik sztywności osiowej, wyznaczany według wzoru:

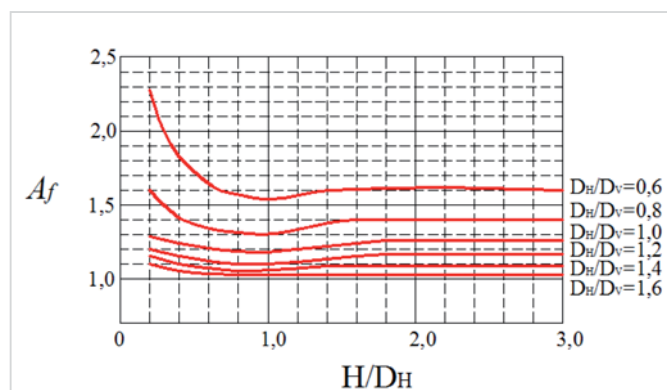
$$C_S = \frac{E_S^*}{E} \times \frac{D_v}{A} \quad (25)$$

- $A$  – pole powierzchni przekroju poprzecznego obiektu liczone na jednostkę długości
- $E$  – moduł Younga materiału, z którego wykonana jest konstrukcja
- $D_v$  – wymiar uzależniony od przekroju poprzecznego konstrukcji, według ryciny 6
- $E_S^*$  – efektywny, sieczny moduł zasypki gruntowej, przyjmowany według wzoru:

$$E_S^* = \frac{E_s}{(1 - \nu^2)} \quad (26)$$

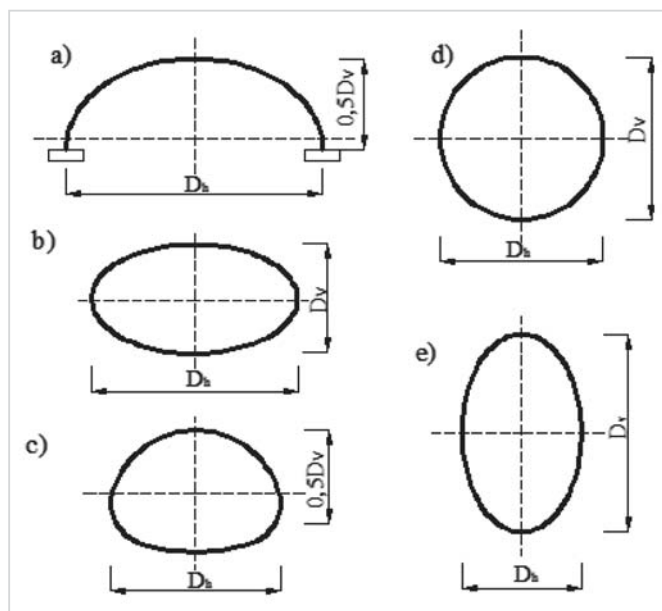
gdzie:

- $E_s$  – moduł Younga dla gruntu
- $\nu$  – współczynnik Poissona dla gruntu używanego jako zasypka.



Ryc. 5. Wykres do wyznaczania współczynnika przesklepienia  $A_f$

Jak już wcześniej wspomniano, siła działająca w ścianie przepustu, wywołana obciążeniem zmiennym, jest stała na całym obwodzie i jej wartość można wyznaczyć z wzoru [6]:



Ryc. 6. Definicja  $D_v$  i  $D_h$  dla różnych kształtów przepustów: a) łukowy, b) eliptyczny poziomy, c) łukowy zamknięty, d) kołowy, e) eliptyczny pionowy [6]

$$T = 0,5 \times (\text{wart. min}(D_h, l)) \times \sigma_L \times m_f \times \phi \quad (27)$$

gdzie:

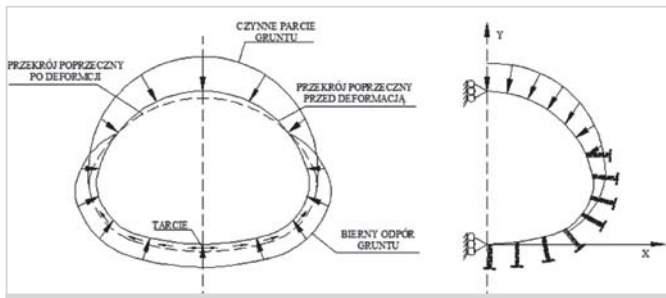
- $D_h$  – rozpiętość konstrukcji
- $l$  – długość strefy rozkładu obciążenia zmiennego mierzona wzdłuż rozpiętości konstrukcji
- $\sigma_L$  – równomiernie rozłożone obciążenie w poziomie klucza konstrukcji
- $\phi$  – współczynnik dynamiczny
- $m_f$  – współczynnik korygujący uzależniony od liczby pasów ruchu (1,0 – w przypadku jednego pojazdu, 0,9 – dla dwóch pojazdów na obiekcie).

### 3.7. Metoda Klöppela i Glocka

Metoda opracowana w 1970 r., na podstawie badań niszczących konstrukcji o przekroju kroplistym, którego rozpiętość wynosiła 6,3 m. W trakcie opracowywania metody przyjęto poniższe założenia. Mianowicie, że konstrukcja, na którą oddziałuje grunt, na skutek jego oporu jest w stanie przemieścić znacznie większe obciążenia niż sama rura. Założono, że nawet w momencie pojawienia się przegubu plastycznego, wywołanego działaniem wysokich naprężeń od zginania, nie nastąpi zniszczenie konstrukcji przepustu. Badania pokazały, że wraz ze zmniejszeniem się sztywności przepustu na zginanie i wzrostem modułu sprężystości ośrodka gruntowego parcie działające na obiekt zmniejsza się. Na zmniejszenie parcia znaczny wpływ ma poślizg występujący w połączeniach śrubowych w przypadku ich występowania. Opracowując metodę, wykorzystano wyniki badań, na podstawie których stwierdzono, że podatne konstrukcje odróżnieniu od sztywnych odkształcają się w takim stopniu, że na ich obwodzie powstaje odpór gruntu określany jako parcie bierne [4].

Teoria Klöppela i Glocka oparta jest na modelu ramy przedstawionym na rycinie 7. Grunt jest elementem sprężystym przenoszącym tylko obciążenia ściskające, natomiast powierzchnie powłoki stanowią dwuwymiarową ramę [7].

Zależność pomiędzy obciążeniem działającym na konstrukcję a parciem gruntu wyraża współczynnik sztywności powłoki  $k$ :



Ryc. 7. Model obciążenia i sprężystości warstwy kontaktowej Klöppela i Glocka [7]

$$k = \frac{EI}{CR^4} \quad (28)$$

gdzie:

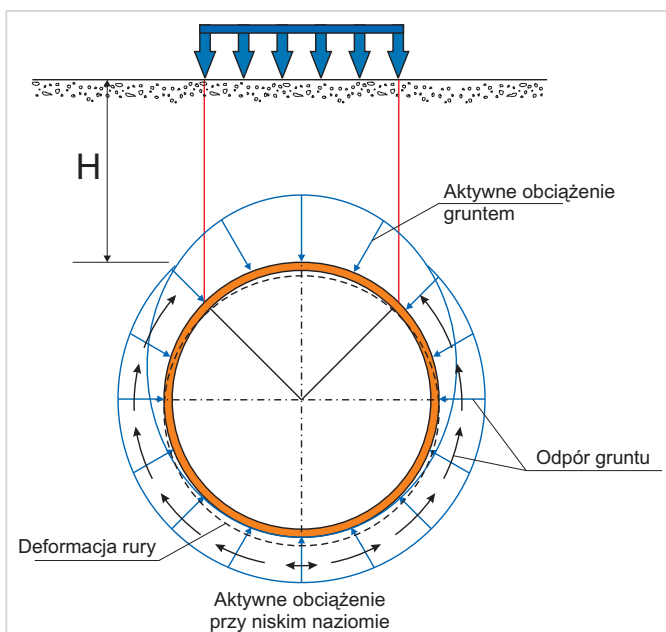
$E_I$  – sztywność powłoki na zginanie, w którym  $E$  jest modułem Younga materiału, z którego wykonana jest powłoka, a  $I$  jej momentem bezwładności

$R$  – promień krzywizny blachy górnej powłoki

$C$  – współczynnik reakcji podłoża, zależny od modułu edometrycznego gruntu:

$$C = \frac{M}{R} \quad (29)$$

Metoda zakłada wyróżnienie dwóch stref (ryc. 8), mianowicie strefę czynnego i biernego parcia gruntu na obwodzie konstrukcji. Na podstawie przeprowadzonych badań stworzono monogramy dla różnych kształtów przekrojów poprzecznych. Dzięki nim możemy odczytać współczynnik określający wartość parcia działającego na konstrukcję w stosunku do przyłożonego obciążenia. Współczynnik ten zależy również od wartości modułu edometrycznego gruntu. Podatną konstrukcję ulegającą deformacji według opisywanej metody można podzielić na dwa obszary: obszar dolny, gdzie deformacje skierowane są na zewnątrz oraz obszar górny z deformacjami skierowanymi do wnętrza konstrukcji. Ponadto parcie ośrodka gruntowego w dolnym obszarze jest proporcjonalne do przemieszczeń konstrukcji, czyli zasypka daje sprężysty odpór. Powoduje to stabilizację ścianek obiektu, zarazem zapobiegając jego wyboczeniu [4].



Ryc. 8. Strefy oddziaływania obciążenia na konstrukcję

Zgodnie z pracą [4] ze względu na możliwe wystąpienie przepłubów plastycznych oszacowano:

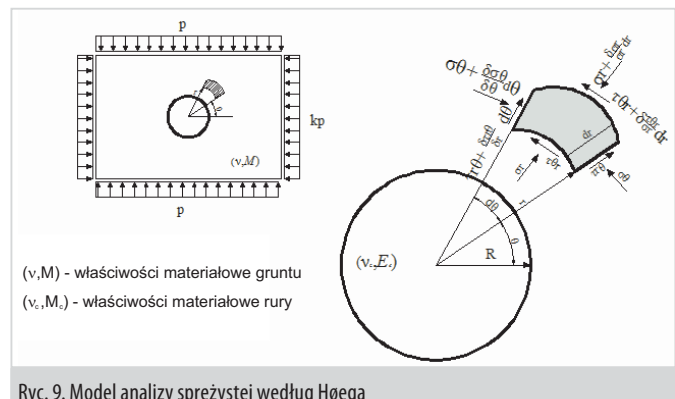
- górną granicę nośności, określaną w zakresie sprężystej pracy konstrukcji – łuk dwuprzegubowy, wsparty na sztywnej belce opartej na podłożu sprężystym,
- dolną granicę nośności, określaną w zakresie pracy pozasprężystej, z pominięciem sztywności zginania – łuk trójprzegubowy wsparty na sprężystości opartym łańcuchu przegubów.

Z analiz przeprowadzonych podczas formułowania metody wynika, że najistotniejszym elementem, od którego zależy wartość obciążenia i deformacje, są sprężyste właściwości ośrodka gruntowego, a sztywność giętna wpływa jedynie na stabilizację rury, przeciwdziałającą wyboczeniu. Nośność uzyskana poprzez analityczne wyznaczanie została potwierdzona badaniami laboratoryjnymi na rzeczywistych obiektach.

### 3.8. Analityczna metoda sprężysta

Metoda ta zakłada m.in., że grunt otaczający przepust nie ulegnie uplastycznieniu, a naprężenia, które powstają, są na tyle niewielkie, iż można przyjąć, że obiekt i grunt, który go otacza, są materiałami liniowo-sprężystymi. Ponadto niewielkie deformacje nie doprowadzą gruntu do osiągnięcia granicy wytrzymałości gruntu na ścinanie. Takie założenia są często krytykowane jako nieodpowiadające warunkom rzeczywistym. Według analizy plastycznej w gruncie otaczającym przepust możliwe jest jednak wystąpienie w pewnych płaszczyznach deformacji, które doprowadzą grunt do granicy wytrzymałości na ścinanie. Założenie, iż grunt otaczający konstrukcję w żadnym miejscu nie ulega uplastycznieniu, było punktem wyjścia do analizy współpracy obiektu z ośrodkiem gruntowym przez różnych badaczy, m.in. przez Burnsa i Richarda (1964), Krizka (1971), Pecka (1972).

Przedmiotem analizy Burnsa i Richarda był przepust o przekroju kołowym, zbudowany z materiału sprężystego, posadwiony głęboko w ośrodku gruntowym. Grunt użyty do analizy charakteryzował się następującymi właściwościami: jednorodnością, izotropowością, liniową sprężystością.



Ryc. 9. Model analizy sprężystej według Høega

Naprężenia wyliczane są w biegunowym układzie współrzędnych, na podstawie analizy konstrukcji w stanie płaskim. Model analizy przyjmowany w metodzie pokazano na rycinie 9 [6] ( $p$  jest obciążeniem powierzchniowym, a  $k_p$  jest współczynnikiem rozporu bocznego). W przedstawionym rozwiązaniu naprężenia w kierunku osi  $z$  (wzdłuż osi cylindra) są równe zero. Z tego wynika, że zarówno naprężenia normalne, jak i styczne w tym kierunku również przyjmują wartości zerowe. Wykorzystywana jest tutaj funkcja naprężeń Ariy'ego, stosowana w ogólnej teorii sprężystości.

Poniżej przedstawiono równania równowagi dla elementu pokazanego na rycinie 9:

$$\frac{\delta\sigma_r}{\delta r} + \frac{1}{r} \frac{\delta\tau_{r\theta}}{\delta\theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (30)$$

Wprowadzając funkcję naprężeń Ariy'ego,  $\psi$  naprężenia przyjmują następującą postać:

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\delta\psi}{\delta r} + \frac{1}{r^2} \frac{\delta^2\psi}{\delta\theta^2} \quad (31)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\delta^2\psi}{\delta r^2} \quad (32)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{r^2} \frac{\delta\psi}{\delta\theta} - \frac{1}{r} \frac{\delta^2\psi}{\delta r \delta\theta} \quad (33)$$

Rozkład naprężeń zależy przede wszystkim od względnej sztywności gruntu, a także od sztywności samej konstrukcji. Sztywność tę sprawdza się poprzez wprowadzenie dwóch współczynników:

1. Współczynnik sprężystości  $F$  wyrażony zależnością:

$$F = 0,25 \frac{1-2\nu}{1-\nu} \frac{M}{E_c} \left[ \frac{D}{t} \right]^3 \quad (34)$$

2. Współczynnik ściśliwości ośrodka gruntowego  $C$  wyrażony zależnością:

$$C = 0,5 \frac{1}{1-\nu} \frac{M}{E_c} \frac{D}{t} \quad (35)$$

gdzie:

- $M$  – moduł edometryczny gruntu
- $\nu$  – współczynnik Poissona dla gruntu
- $E_c$  – współczynnik Poissona materiału, z którego wykonana jest konstrukcja
- $D$  – średnica rury
- $t$  – grubość ścianki konstrukcji.

W przypadku, gdy wartości współczynników sprężystości i ściśliwości przybierają wartości zerowe, mamy do czynienia z idealnie sztywną konstrukcją, ułożoną w idealnie sztywnym gruncie. Natomiast gdy materiał, z którego wykonany jest obiekt, posiada wysoki współczynnik sprężystości oznacza to, że osiąga małą sztywność podczas zginania.

W metodzie wykazano, że wartości sił wewnętrznych powstające w konstrukcji w wyniku współpracy obiektu z gruntem uzależnione są od współczynników ściśliwości i sprężystości oraz poślizgu na styku konstrukcja – ośrodek gruntowy. Zasadniczą wadą przedmiotowej metody jest to, iż analiza ogranicza się tylko do rozwiązań o podłożu jednorodnym.

W przypadku, gdy rura ułożona w wykopie pokryta jest naziemem o małej wysokości, metoda ta daje błędne rozwiązania.

#### 4. Podsumowanie

Pełne podsumowanie na temat obliczeń konstrukcji przepustów autorzy planują, tak jak już wcześniej wspomniano, zamieścić po całościowym przedstawieniu tytułowego zagadnienia, czyli na zakończenie części czwartej. Bazując na przedstawionych w artykule metodach, można zauważyć dużą różnicę w ich podejściu do analiz obliczeniowych. Uwzględniają one bądź też pomijają wiele parametrów o różnym znaczeniu.

Dlatego też zagadnienia te wymagają dalszego szerszego omówienia w kolejnych artykułach. Jest to tym istotniejsze, że obserwuje się – o czym wspomniano już we wstępie – stałe udoskonalanie stosowanych metod obliczeń zarówno do konstrukcji przepustów nowo projektowanych, jak i wzmacnianych.

TRADYCYJNIE ZAPRASZAMY DO ZAPOZNANIA SIĘ Z NASTĘPNYM ARTYKUŁEM, KTÓRY ZOSTANIE ZAMIESZCZONY W KOLEJNYM NUMERZE „NOWOCZESNEGO BUDOWNICTWA INŻYNIERYJNEGO” I BĘDZIE STANOWIŁ KONTYNUACJĘ TEMATYKI PODJĘTEJ W NINIEJSZYM ARTYKULE.

#### Literatura

1. Bęben D., Mańko Z.: *Problemy projektowe i wykonawcze związane z gruntowo-stalowymi obiektami mostowymi*. „Geoinżynieria. Drogi, Mosty, Tunele” 2009, nr 1.
2. Bęben D., Mańko Z.: *Mosty, przepusty i tunele: obiekty wykonywane jako konstrukcje gruntowo-stalowe (projektowanie, budowa, badania)*. Materiały konferencyjne VII Międzynarodowej Konferencji INŻYNIERIA 2009, Tomaszowice, czerwiec 2009.
3. Frydrychowska K., Kozińska K.: *Metody wzmacniania przepustów komunikacyjnych*. Praca magisterska w specjalności drogowo-mostowej wykonana pod kierunkiem prof. UZ A. Wysokowskiego. Uniwersytet Zielonogórski. Zielona Góra 2009.
4. Janusz L., Madaj A.: *Obiekty inżynierskie z blach falistych. Projektowanie i wykonawstwo*. WKŁ. Wrocław 2007.
5. *Katalog konstrukcji przepustów i przejść dla zwierząt w infrastrukturze komunikacyjnej firmy Hobas*. Raport nr R/01708/W. Infrastruktura Komunikacyjna Sp. z o.o. Żmigród, czerwiec 2008.
6. Kunecki B.: *Zachowanie się ortotropowych powłok walcowych w ośrodku gruntowym pod statycznym i dynamicznym obciążeniem zewnętrznym*. Rozprawa doktorska, Instytut Budownictwa Politechnika Wroclawska, Raport serii PRE nr 14/2006. Wrocław 2006.
7. Machelski C.: *Modelowanie mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2008.
8. Rowińska W., Wysokowski A., Pryga A.: *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych*. GDDKiA – IBDiM. Żmigród 2004.
9. Vaslestad J.: *Soil structure interaction of buried culverts*. Rozprawa doktorska, Institutt for Geoteknikk, Universitetet I Trondheim 1990.
10. Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 1. Artykuł wprowadzający*. „Nowoczesne Budownictwo Inżynierskie” 2008, nr 2 (17), s. 52–56; *cz. 2. Aspekty prawne projektowania, budowy i utrzymania przepustów*, nr 3 (18), s. 68–73; *cz. 3. Przepusty tradycyjne*, nr 4 (19), s. 54–59; *cz. 4. Przepusty nowoczesne*, nr 5 (21), s. 84–88; *cz. 5. Przepusty jako przejścia dla zwierząt*, 2009, nr 1 (22), s. 70–75; *cz. 6. Materiały do budowy przepustów – cz. I*, nr 3 (24), s. 99–104; *cz. II*, nr 5 (26), s. 36–43; *cz. 7. Metody obliczeń konstrukcji przepustów - cz. I. Ogólne zasady obliczeń*, 2010, nr 2 (29), s. 88–95.

